

La polémica elástico—plástico

Enfoques alternativos para abordar
dos clases de problemas estructurales

Jaime Cervera Bravo

Este trabajo presenta algunos de los resultados de una larga reflexión en cuyo origen se encuentra en buena medida el enorme incentivo que ha supuesto la forma polémica que usa José Luis de Miguel en sus escritos. La controversia sobre las capacidades de los enfoques elástico y plástico para resolver problemas de proyecto de estructuras me han permitido tener una mejor comprensión sobre algunos de estos, sobre los que he mantenido polémicas públicas en el pasado, y de los que traigo dos aquí a colación, a saber,

- las posibilidades que aportan ambos enfoques en las tareas de análisis (y comprobación) frente a las muy diferentes tareas de proyecto (o definición)
- las consecuencias que el empleo de uno u otro de los enfoques suponen para la comprobación de la capacidad de resistencia de los edificios frente a la torsión —accidental o no— inducida por la acción sísmica.

En ambos casos mi discrepancia con José Luis ha sido sólo parcial, y fundamentalmente metodológica. En este trabajo incorporo mis resultados más recientes que, en el segundo caso, no han logrado por desgracia alcanzar *todos los objetivos*.

1. Introducción

José Luis de Miguel —entre otras cualidades— ha sido siempre un excepcional crítico y polemista: su altísima intuición estructural, su enorme capacidad de trabajo, la calidad de su verbo y su dibujo, y cierto sentido del humor, le han facilitado una capacidad de controversia con la que se ha enfrentado a numerosas concepciones y hábitos preestablecidos en cuestiones de mecánica estructural y de proyecto.

Recientemente un ingeniero miembro del tribunal en una tesis leída en otra escuela me manifestaba su añoranza de los tiempos en los que estas controversias eran frecuentes, lo que da muestra del carácter legendario e inspirador de dicha capacidad polémica.

Hay que tener en cuenta que José Luis adopta habitualmente —especialmente en los últimos tiempos— la perspectiva fundamental para un arquitecto o ingeniero: la del proyecto, frente a la más habitual manejada por la mayoría de sus colegas, la del análisis como herramienta imprescindible para la comprensión del comportamiento de las estructuras y su comprobación.

Esta diferencia de enfoque es crucial: en el primer caso el objetivo es la definición de un objeto que cumpla los requisitos preestablecidos, en el segundo el objetivo es determinar el comportamiento de un objeto previamente definido y compararlo con tales requisitos. Aunque las variables a manejar son finalmente las mismas, el orden con que se consideran resulta radicalmente diferente en ambos casos y, por lo tanto, el tipo de reflexión y de *cálculos* a realizar difiere sustancialmente. De dicha diferencia, y de las posibilidades alternativas que para su abordaje aportan las claves elástica o plástica, trata la primera sección de este trabajo.

Una fuente clásica de contradicciones capaces de originar polémicas fuertes reside en el empleo en paralelo —sobre el mismo objeto o problema— de modos de reflexión correspondientes a presupuestos opuestos. En el campo de las estructuras esto resulta muy habitual cuando se reflexiona superponiendo argumentos elásticos —ligados a propiedades de rigidez— con argumentos plásticos —ligados a propiedades de resistencia y ductilidad— Un ejemplo ya clásico es el de la contradicción entre las reglas con que se aborda el análisis global o local de deformaciones en hormigón armado, y la práctica de armar secciones que se sabe que fisurarán partiendo de leyes de esfuerzos derivados de rigideces brutas no fisuradas...

Un problema de este tipo de cierto calado es el del comportamiento

de los edificios en torsión —en rotación— frente a la acción sísmica. Se trata de un problema de degradación dinámica de resistencia, cuyo enfoque probabilístico considerando la dinámica del edificio en el tiempo para los escenarios sísmicos de proyecto no resulta abordable para las tareas habituales de proyecto. Se trata de un problema cuya simplificación por asimilación a problemas estáticos equivalentes no suscita aún acuerdos suficientes (ver por ejemplo Erduran, 2008). Finalmente se trata de un problema cuyo tratamiento normativo —Euronorma 08 por ejemplo— contiene reglas consensuadas que suponen implícitamente una aproximación en clave elástica en la deducción de las simplificaciones conducentes a estimar la distribución de esfuerzos entre los diferentes sistemas resistentes del edificio, aproximación que resulta en contradicción con el estado parcialmente plástico alcanzado antes de que pueda superarse el establecido como límite en la misma normativa. A este problema dedico la segunda sección que, aunque incluye a mi juicio aportes parciales válidos, no ha logrado aún alcanzar todos los objetivos que me había propuesto.

He de añadir que estos resultados derivan de polémicas iniciadas por documentación distribuida entre los alumnos del Master en Estructuras de la Edificación durante los cursos 2010-2011, 2011-2012 y 2012-2013.

2. Proyecto versus Análisis

Antecedentes

Esta sección tiene origen en una polémica que se reprodujo durante varios cursos sucesivos del Máster de Estructuras. En ellos, José Luis de Miguel defendía el enfoque plástico frente al elástico sobre la base de que el primero resulta para él apropiado para el proyecto, en tanto que el elástico le parecía apropiado solo para el análisis. Más precisamente, el argumento nuclear de José Luis de Miguel en esta defensa reside en la *libertad de decisión* que aportaría el enfoque plástico: con este enfoque puede elegirse libremente la configuración de equilibrio y determinar las dimensiones necesarias de las piezas a partir de la distribución de esfuerzos que corresponda a la configuración elegida. Frente a esta *libertad* el enfoque elástico sería un enfoque más *torpe*, pues requeriría decidir en vacío las dimensiones de las piezas antes de poder proceder a todo el proceso de análisis y comprobación. Una figura de José Luis que refleja bien esta idea es la figura 1, publicada en Miguel Rodríguez, 2010.

A mi juicio se trata sin embargo de dos cuestiones separadas, elástico-plástico versus proyecto-análisis, y cuyo producto cartesiano contiene

Objetivo pretendido	Enfoque adoptado	
	Elástico	Plástico
Análisis y comprobación, peritaje.	Análisis elástico : esfuerzos y deformaciones en régimen lineal	Análisis plástico: cargas y mecanismos de colapso
Definición o <i>cálculo</i> de la solución estructural: proyecto	Proyecto, prefigurando equilibrio y deformación y derivando la resistencia y rigidez local necesarias.	Proyecto, prefigurando equilibrio y derivando la capacidad resistente y la ductilidad local necesarias.

Cuadro 1: Ejes de interpretación de los procesos de cálculo

muy limitada influencia de las diferencias en la deformación por cortante de cada solución) proyectamos una deformada esférica (se asegura la COMpatibilidad) —curvatura constante, por tanto, en todas partes y direcciones de la planta— equilibramos la carga como nos pete —vigas paralelas, o vigas radiales, o emparillado de vigas...— (se asegura el EQUilibrio) y colocamos sección de forma que para los esfuerzos de equilibrio la curvatura sea la prevista (se aseguran las relaciones de constitución de los MA-Teriales). Ya hemos resuelto el proyecto elástico. Por cierto, que a igualdad de canto y de curvatura, todas las soluciones tendrán la misma cantidad de acero, como permite asegurar un teorema clásico en diseño de estructuras. Pero esta es cuestión para otro día.

De modo que la *ventaja de la libertad de decisión* deriva a mi juicio, no del enfoque teórico adoptado, elástico o plástico, sino del objetivo planteado, proyectar o analizar.

Creo que el resumen anterior, aunque explica bien el eje de la polémica, e ilustra mi idea sobre las capacidades de ambos enfoques teóricos, no la explica totalmente, de modo que, para su mejor comprensión, la desarrollo a continuación.

Por cierto que la alusión final del escrito de setiembre de 2011 se refiere al teorema de la mínima deformación de las estructuras óptimas, tercero de los mostrados en Cervera, 1989, que permite probar que

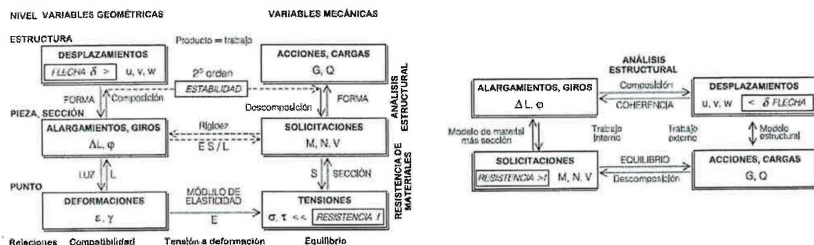


Figura 2: Relación entre variables y Proceso de análisis según J. L. de Miguel, noviembre de 2010

estructuras de dimensionado estricto con igual pérdida de energía potencial en las cargas, lo que incluye las de igual deformada, tienen idéntica cantidad de estructura —o volumen estructural, o volumen de tensiones, que las tres denominaciones se han usado para denotar un mismo concepto—. Cabe señalar que en mis cursos de proyecto de estructuras uso este ejemplo como pareja de otro corolario derivado del teorema de Maxwell —el primero de los incluidos en el artículo citado— que prueba la identidad de volumen estructural para cualesquiera soluciones en tracción que resuelven un problema de carga radial. La pareja ilustra magníficamente la potencia formal que se deduce de ambos teoremas, al hacer intercambiables legítimamente soluciones o formas estructurales muy diferentes *en apariencia*.

Cabe añadir aquí que, en el curso de la polémica, José Luis publicó con fecha 23 de noviembre de 2010 y en comunicación a los profesores del Departamento una versión modificada de la figura 1 como “puente” con las que aparecen aquí un poco más abajo, *expresiones* (1) y (2), figura que reproduzco aquí con el número 2, y que José Luis incluye últimamente en sus textos docentes, pero que requeriría algo más de precisión sobre las operaciones que son efectivamente posibles de realizar directamente desde cada clave de análisis y para cada objetivo: por ejemplo, para el *análisis*, la *descomposición* de acciones y cargas en solicitaciones es irrealizable directamente en los casos no isostáticos, aunque sí pueda hacerse para el *proyecto*.

El análisis

En primer lugar es inevitable señalar que tanto el análisis elástico como el plástico manejan los mismos conjuntos de ecuaciones, aun cuando

los detalles de estas varíen en varios de los grupos: se trata en general de las ecuaciones de

- *equilibrio* —idénticas para los dos métodos—, con las que expresamos las relaciones —mecánicas— entre cargas \mathbf{F} y esfuerzos internos \mathbf{f} con la habitual expresión¹ $\mathbf{F} = \mathbf{H}\mathbf{f}$. En esencia esta establece que las cargas están en equilibrio con las diferencias entre esfuerzos en cortes realizados *antes* y *después* —en el entorno— de las posiciones de aplicación de aquellas y podrían deducirse de conocerse todos los esfuerzos; las de
- *compatibilidad*, que relacionan las deformaciones locales \mathbf{u} con los movimientos generales de la estructura \mathbf{U} , y que para movimientos pequeños adoptan la forma lineal habitual $\mathbf{u} = \mathbf{B}\mathbf{U}$, —deformaciones como diferencia entre movimientos de puntos próximos—. Son ecuaciones que describen las deformaciones admisibles —la cinemática admisible— que, en el caso plástico, señalan la posibilidad de la (o las) configuraciones de colapso consideradas, debiendo en este caso interpretarse tanto \mathbf{u} como \mathbf{U} como velocidades de deformación—desplazamiento en el proceso de colapso, y donde resulta $\mathbf{B}^T = \mathbf{H}$ en el caso de que se usen como parámetros los asociados en la medida del trabajo tanto para las parejas \mathbf{F} y \mathbf{U} como para las \mathbf{f} y \mathbf{u} ; y finalmente las denominadas ecuaciones
- *de constitución*², o de *admisibilidad material*, como las he llamado en alguna ocasión, que en el caso elástico relacionan el esfuerzo con la deformación local o las cargas con el movimiento global, a través de las ecuaciones tensión–deformación de los materiales, secciones o piezas, según que la perspectiva del análisis sea local o global, dando lugar a las ecuaciones $\mathbf{f} = \mathbf{k}\mathbf{u}$ y $\mathbf{F} = \mathbf{K}\mathbf{U}$, donde las \mathbf{k} responden a cualidades locales de las piezas, pudiendo deducirse las \mathbf{K} de estas si se asegura la igualdad del trabajo interno al trabajo de las cargas para todo movimiento compatible imaginable... Pero dichas ecuaciones materiales son también necesarias en el caso plástico, caso en el que relacionan el esfuerzo en cada posición de la estructura con la posibilidad de existencia de una condición de plastificación en dicha posición, igualmente a través de las características del material, la sección o la pieza. En este

¹Las expresiones que siguen, matriciales, responden a las versiones discretizadas de las distribuciones potencialmente continuas de los parámetros relevantes.

²Conozco bien el rechazo de José Luis a esta terminología particular, pero la relación entre deformaciones —o velocidades de deformación en el colapso— y tensiones en un material es algo derivado de su constitución interna, de sus cualidades propias, y es el término habitual en la literatura.

caso las ecuaciones locales adoptan formas duales³, en esfuerzos-resistencias, frente a velocidades de deformación-desplazamiento. Resultan expresiones del tipo $\psi \mathbf{f} \leq \mathbf{r}$, que relacionan combinaciones de esfuerzos \mathbf{f} con resistencias locales \mathbf{r} mediante las restricciones que expresan las *condiciones límite* —o de *interacción*— ψ , junto con las que definen las velocidades posibles del movimiento de colapso de acuerdo a las restricciones establecidas por las *reglas del flujo plástico*, que resultan en expresiones de la forma $\mathbf{u} = \varphi \boldsymbol{\lambda}_p$, donde los $\boldsymbol{\lambda}_p$ representan multiplicadores asociados a los mecanismos locales de colapso ligados al alcance de algún límite, \mathbf{r} —con valor no nulo en caso de activarse— y donde $\varphi = \psi^T$ —la igualdad puede probarse para los casos de *plasticidad asociada*— expresa su combinación para el colapso concreto descrito por \mathbf{u} . De tales expresiones pueden derivarse las condiciones para las cargas y velocidades de colapso de la estructura completa, que pueden expresarse a nivel global en formatos análogos, $\Psi \mathbf{F} \leq \mathbf{R}$ y $\mathbf{U} = \Psi^T \boldsymbol{\Lambda}$ donde los $\boldsymbol{\Lambda}$ representan ahora multiplicadores asociados a cada uno de los mecanismos elementales de colapso independientes posibles y Ψ su combinación para un colapso particular \mathbf{U} , y donde tanto $\boldsymbol{\lambda}$, $\boldsymbol{\Lambda}$, como \mathbf{r} , \mathbf{R} , como ψ , Ψ (condiciones locales o globales correspondientes a los colapsos posibles) están relacionados mediante las expresiones lineales duales $\boldsymbol{\lambda} = \mathbf{L}\boldsymbol{\Lambda}$, $\mathbf{R} \equiv \mathbf{L}^T \mathbf{r}$, con la equivalencia final $\mathbf{L}^T \psi \equiv \Psi \mathbf{B}^T$, tal como se muestra en mayor detalle en Cervera, 2010 apartado 5.2.

Dichas relaciones son válidas en cualquier caso, y se usarán de una forma u otra, dependiendo de las variables que sean conocidas a priori. En el caso del *análisis*, usualmente se conocen cargas \mathbf{F} y se desconoce casi todo lo demás. Una vez definida la estructura, determinar los parámetros cinemáticos y mecánicos exige en el caso elástico resolver sistemas de ecuaciones en la forma $\mathbf{F} = \mathbf{K}\mathbf{U}$ —o invertir la matriz \mathbf{K} si se desean soluciones generalizadas para \mathbf{F} arbitraria— En el caso plástico el problema habitual exige resolver los valores de los multiplicadores plásticos $\boldsymbol{\lambda}_p$ que minimizan el factor de carga γ que igualaría las cargas aplicadas \mathbf{F}_i con las incrementadas $\mathbf{F} = \gamma \mathbf{F}_i$ correspondientes a la formación de un mecanismo de colapso plástico, lo que se reduce —ver Cervera, 2010, ecuación (5.9)— a obtener los valores $\boldsymbol{\lambda}_p \geq \mathbf{0}$ junto con las velocidades de colapso \mathbf{U} que minimizan $\gamma = \mathbf{r}^T \boldsymbol{\lambda}_p$ sometidos a las condiciones $\mathbf{B}\mathbf{U} = \psi^T \boldsymbol{\lambda}_p$ y $\mathbf{F}_i^T \mathbf{U} = 1$, lo que es un problema clásico de

³En los casos de plasticidad *asociada* que, aunque expresa bien buena parte de los problemas de edificación, no resulta aplicable a problemas con rozamiento, que incluyen los de suelos y parte de los de fábricas.

programación lineal, resoluble con técnicas estándar del álgebra lineal, como *simplex*.

Nótese que las expresiones lineales de resistencia $\psi \mathbf{f} \leq \mathbf{r}$ (en algún caso las $\Psi \mathbf{F} \leq \mathbf{R}$) usadas en la caracterización del colapso plástico pueden ser usadas también como expresiones de comprobación de resistencia *tras* realizar un análisis elástico. Cada una de dichas ecuaciones puede interpretarse en el espacio de representación en que los ejes serían respectivamente los esfuerzos o las cargas, como una proyección del vector que representa el estado de la estructura sobre las *direcciones* que representan las resistencias de la estructura —puesto que corresponden a las direcciones ortogonales y, por tanto, de distancia mínima a cada uno de los hiperplanos de la superficie límite— junto con la comprobación de que la *distancia* así medida representada por el esfuerzo o carga correspondiente es menor que la distancia al límite, o resistencia, asociada a dicha *dirección* de carga.

Nótese igualmente que en el caso plástico, de ser posible la obtención de una matriz pseudoinversa para \mathbf{B}^T es decir una matriz \mathbf{B}^{-T} tal que $\mathbf{B}^T \mathbf{B}^{-T} = \mathbf{I}$, puede construirse $\Psi = \mathbf{L}^T \psi \mathbf{B}^{-T}$ y con esta plantear el problema generalizado de determinar el conjunto de las parejas dadas por un factor Γ , y un vector dirección de carga \mathbf{F}_u tales que $|\mathbf{F}_u| = 1$, cumpliéndose los requisitos de ortogonalidad de \mathbf{F}_u a la superficie límite junto con el resto de requisitos asociados a la condición de colapso, lo que proporcionaría el conjunto de *direcciones de carga* y los correspondientes factores de carga para los que se alcanza el colapso de la estructura, con un grado de generalidad semejante a lo que en análisis elástico supone abordar la inversión de la matriz de rigidez global \mathbf{K} .

El análisis permite por tanto obtener configuraciones de movimientos y esfuerzos para una estructura dada y para la combinación de cargas que se desee, configuraciones que luego se contrastan con los requisitos establecidos. Dichos requisitos pueden serlo sobre resistencias ($\psi \mathbf{f} \leq \mathbf{r}$, como se ha visto para el caso de colapso o aún más en general de la forma $\psi \mathbf{f} \leq \mathbf{r} = d\mathbf{r}_b$ si se usan criterios de unificación de secciones basados en unas pocas variables de decisión \mathbf{r}_b), o de límites en el desplazamiento (en el caso elástico) mediante relaciones que pueden expresarse en formas del tipo $\Phi \mathbf{U} \leq \mathbf{P}\Upsilon$, en el que ciertas combinaciones de los desplazamientos \mathbf{U} deben ser menores de ciertas combinaciones de valores límite Υ preestablecidos.

En Cervera, 2010, además de expresar todo lo anterior con mayor detalle y extensión⁴, he intentado resumir las condiciones citadas en los

⁴en los apartados 2.12 y 5.2 así como con ejemplos en paralelo para los dos enfoques en los apartados 4.1 y 5.4, junto con los problemas resueltos de los apéndices.

esquemas siguientes, para análisis elástico:

$$\begin{array}{ccccc}
 \mathbf{u} & \longleftarrow & \text{COMPATIBILIDAD}(\mathbf{B}) & \longleftarrow & \mathbf{U} \\
 & \searrow & & \swarrow & \\
 \text{MATERIAL} \downarrow \mathbf{k} & \text{Trabajo interno} & = & \text{Trabajo externo} & \downarrow \mathbf{K} \\
 & \nearrow & & \nwarrow & \\
 \mathbf{r} \rangle \mathbf{d}, \psi \rangle \mathbf{f} & \longrightarrow & \text{EQUILIBRIO}(\mathbf{H} = \mathbf{B}^T) & \longrightarrow & \mathbf{F} \\
 \mathbf{U} \langle \Phi, \mathbf{P} \langle \Upsilon & & & &
 \end{array} \quad (1)$$

y para análisis plástico:

$$\begin{array}{ccccc}
 \mathbf{u} & \longleftarrow & \text{COMPATIBILIDAD}(\mathbf{B}) & \longleftarrow & \mathbf{U} \\
 & \nwarrow \psi^T & \psi^T \mathbf{L} = \mathbf{B} \Psi^T & \Psi^T \nearrow & \\
 \downarrow \lambda \downarrow & & \longleftarrow \mathbf{L} \longleftarrow & \downarrow \Lambda \downarrow & \\
 \text{T. int.} & = \text{Disipación interna} \leq \text{Disipación externa} = & \text{T. ext.} & & \\
 \uparrow \mathbf{r} \uparrow & \longrightarrow \mathbf{L}^T \longrightarrow & \uparrow \mathbf{R} \uparrow & & \\
 & \nearrow \psi & \mathbf{L}^T \psi = \Psi \mathbf{B}^T & \Psi \nwarrow & \\
 \mathbf{f} & \longrightarrow & \text{EQUILIBRIO}(\mathbf{H} = \mathbf{B}^T) & \longrightarrow & \mathbf{F}
 \end{array} \quad (2)$$

En resumen, dichas expresiones representan las visiones local (minúsculas) y global (mayúsculas) tanto de esfuerzos-cargas como de deformaciones-movimientos, así como sus relaciones, incluyendo entre estas las condiciones materiales (las condiciones de rigidez en análisis elástico o las de congruencia entre la cinemática de rotura y las condiciones límite que restringen los esfuerzos a las capacidades en análisis plástico). En la figura las direcciones de las flechas indican posibles procesos de cálculo (de variables conocidas a calculadas, mediadas por las correspondientes expresiones de transformación).

De tal modo que existen modelos y procedimientos algorítmicos para abordar el proceso de análisis en clave plástica con un nivel de generalidad análogo a los procedimientos conocidos y difundidos comercialmente para el análisis en clave elástica. Y si los procedimientos genéricos de análisis plástico no alcanzan el mismo grado de difusión que los elásticos, y no tienen desarrollos comerciales importantes, se debe entre otras razones (que incluyen su mayor complejidad técnica y computacional así como su restricción a los problemas de *plasticidad asociada*) a que se ignoran, en su formulación más general, en la formación básica de la mayor parte de los expertos en estructuras.

Y en ambos casos, tanto desde el enfoque elástico como desde el plástico, resulta ineludible tener un conocimiento completo de la configuración de la estructura —para construir las matrices \mathbf{B} , \mathbf{k} en el enfoque elástico así como para hacer lo propio con las \mathbf{B} , \mathbf{r} , ψ , en el plástico— si lo que se pretende es deducir el comportamiento de la estructura para unas cargas dadas.

El proyecto

El problema de *proyecto* es proponer una configuración estructural adecuada para resolver (equilibrar, resistir y rigidizar) los problemas de carga que correspondan a la configuración de la edificación proyectada.

La configuración buscada es una *construcción*, una organización y disposición de elementos materiales, pero para asegurar su viabilidad no nos basta con la construcción misma únicamente, sino que resulta necesario que esta respete el conjunto de condiciones que coloquialmente denominamos *de comprobación o validación*, los requisitos estructurales. De modo que no basta con aportar la *construcción* sino que exigimos además determinar las configuraciones o estados a que corresponderá su comportamiento estructural para las acciones posibles y su inclusión en el ámbito de las permisibles.

Esto hace que la configuración buscada, en el caso de manejar como discurso el del **comportamiento plástico**, incorpore las cuatro componentes de 1: *construcción*, 2: *equilibrio*, 3: *resistencia*, con plastificación en el límite, 4: *compatibilidad*, o congruencia entre mecanismo de colapso y condición de plastificación local 5: *ductilidad suficiente* —nótese que la comprobación de ductilidad (5, en la lista anterior) implica una comprobación de compatibilidad entre deformaciones elásticas y plásticas diferente de la condición de compatibilidad (4) correspondiente al mecanismo de colapso—.

El procedimiento usual es prefigurar la geometría global de la estructura (1.a)⁵, en los casos hiperestáticos distribuir *libremente* (proyectar) los equilibrios de las cargas entre los diferentes dispositivos resistentes o modos de comportamiento posibles, y determinar los esfuerzos resultantes, buscando conseguir regularidades de comportamiento, o buscando minimizar determinados valores concretos (2), establecer (calcular) las dimensiones necesarias para asegurar las resistencias precisas para tales esfuerzos (1.b, 3 y 4), y verificar (calcular) finalmente las condiciones de ductilidad exigidas, comparando las deformaciones plásticas necesarias por compatibilidad con las admisibles (y 5). Este es aproximadamente

⁵Es parte de 1 en la lista precedente

el procedimiento al que alude José Luis de Miguel en la tercera columna de la figura 1, y que resulta ser *libre*, en el sentido de que puede *proyectarse* o decidirse la configuración de equilibrio, y por tanto la resistente, con relativamente pocas restricciones, y sin tener previamente excesivo detalle en la definición de la estructura completa.

Ahora bien, un enfoque muy parecido puede aplicarse *mutatis-mutandis* desde la perspectiva del **comportamiento elástico**, o a tipos estructurales que solo puedan representarse adecuadamente con tal perspectiva, si bien ahora tendremos que considerar las ecuaciones de compatibilidad que corresponden a la situación de equilibrio elástico que se proyecta. Se trata de buscar o proyectar una configuración que aporte las componentes de 1: *construcción*, 2: en *equilibrio* y 3: *compatibilidad* en el estado deformado, y donde queden aseguradas, 4 y 5: *resistencia* y *rigidez* suficientes.

Se trata de otro conjunto de condiciones que sin embargo podemos manejar sin perder en ellas ni un ápice de la libertad de *distribución* de la que gozábamos en el caso anterior.

Para ello el procedimiento será el siguiente: se prefigura la geometría global de la estructura (1.a). Se distribuyen (se proyectan) los equilibrios en la forma que se desee, determinando los esfuerzos resultantes (2) y, en paralelo, se proyecta la deformada compatible **que se postula** para la estructura (3). La decisión sobre la deformada es tan arbitraria como la decisión sobre la configuración del equilibrio, aunque como en ese caso también está restringida: debe ser compatible y, por otro lado, debe ser congruente con los esfuerzos previstos, en el sentido de que donde se prevea esfuerzo de tracción deberán preverse alargamientos, etc. Por otro lado las condiciones de comprobación pueden establecerse en el formato de límites de deformación, por lo que bastará asegurar deformadas — extensiones o acortamientos, flechas, etc. — que no superen tales límites para asegurar (5) automáticamente.

Una vez proyectados esfuerzos y deformaciones la determinación de las secciones necesarias (1.b y 4) resulta inmediata.

Las decisiones (2) y (3) son intercambiables: puede procederse en cualquier orden aunque la congruencia entre ambas exige que conceptualmente se consideren simultáneas.

Como se ve, el procedimiento es tan sencillo conceptualmente como el que cabe concebir para comportamiento plástico aun cuando la técnica concreta exigirá ahora *proyectar* tanto la distribución de los esfuerzos como la de las deformaciones.

Tres sencillos ejemplos de proyecto *elástico*

Una carga colgada de tres cables, uno vertical y dos simétricos (o no) respecto de este: proyectamos un descenso solo vertical. Este proporciona un alargamiento a cada uno de los tres cables, que aporta la tensión a la que tienen que trabajar. El equilibrio horizontal fuerza la proporción entre áreas y cargas de los dos cables inclinados para que, para sus respectivas tensiones de trabajo, haya equilibrio de fuerzas horizontales. El reparto de las cargas verticales entre el cable central y los inclinados se establece arbitrariamente. Para las cargas sobre el cable y las tensiones de trabajo establecidas, se determinan finalmente las secciones necesarias. Como se ve, no hay nada aquí de predimensionado y análisis hiperestático, sino cálculo directo de las secciones necesarias, a partir de las decisiones adoptadas previamente sobre equilibrio y deformada.

Un edificio sometido a viento en una dirección, que se equilibra con un número de arriostramientos igual o superior a tres, y en el que consideramos que solo los alargamientos de las diagonales son relevantes para la determinación del desplome: proyectamos un desplome idéntico para todos los arriostramientos. Para dicho desplome, la deformación de los recuadros de cada uno de los arriostramientos nos proporciona la deformación unitaria, y por tanto la tensión de trabajo de las diagonales del mismo. Repartimos la carga horizontal de forma arbitraria entre todos los arriostramientos de forma que equilibren en valor y posición a la carga en planta del viento. Las diagonales se dimensionan finalmente para soportar los correspondientes esfuerzos en las tensiones de trabajo establecidas.

Un emparrillado cuadrado compuesto por vigas cruzadas equidistantes formando 16 recuadros: en cada dirección tendremos una viga central (1, 1') y dos vigas laterales $2 \times (2, 2')$. Hay cuatro puntos de cruce diferentes si consideramos dos simetrías (una en cada dirección) o tres, si añadimos simetrías diagonales. Aun no considerando simetrías diagonales en el diseño de las secciones, podemos proyectar una deformada que sí las tenga: imaginamos el descenso máximo en el centro como 1, el del cruce entre las vigas 1 y 2 como 0,7, y el del cruce entre dos vigas 2, 2' como 0,5. Esto implica que las curvaturas de las vigas 2, 2' son 0,7 veces las de las vigas 1, 1'. Para igual canto, las deformaciones unitarias son igualmente el 70 %. Distribuimos las cargas arbitrariamente en las dos direcciones: si por ejemplo suponemos diseño idéntico en ambas direcciones, esto implica que en los cruces 1, 1' y 2, 2' las cargas se soportarán por simetría por partes iguales entre las dos familias (el 50 % para cada familia), pero en el caso del cruce 1, 2' (o 1', 2) tendremos curvaturas, y por tanto tensiones, menores para las vigas 2, 2'. Con dimensionados

comparables en todas las piezas la diferencia de curvaturas equilibraría en las vigas 2, 2' cargas 0,7 veces las de las vigas 1, 1', por lo que estas cargan el 60 % del total y aquellas el 40 %. El reparto de cargas permite determinar los esfuerzos en cada viga. Dibujados los diagramas, se dimensionan finalmente ambas familias para tensiones en las proporciones prefijadas. Podría haberse distribuido la carga en cualquier otra forma: bastará en ese caso dimensionar para los nuevos esfuerzos con las mismas tensiones que en el primer caso, obteniéndose un dimensionado diferente.

Un cuarto ejemplo bien ilustrativo puede ser el del escrito reseñado en los antecedentes a esta sección.

Conclusión

Se deduce de lo anterior que la *libertad* en la atribución de las configuraciones —las de equilibrio, y las de compatibilidad en su caso— no es una propiedad del método de análisis, sea este elástico o plástico, sino del objetivo pretendido, ya sea analizar, o proyectar, y del correspondiente orden en las decisiones que se adoptan. Se deduce igualmente que tienen sentido cualesquiera de las cuatro combinaciones de las dos parejas de conceptos involucrados, de acuerdo al cuadro 1. Una pregunta pertinente es saber cuales son las combinaciones que resulta conveniente enseñar y porqué, y en qué orden o curso, y hasta qué profundidad. Criterios sobre el aprovechamiento de los limitados recursos del planeta abogan por un mayor énfasis en los procedimientos plásticos que el que habitualmente manejamos: es fácil percibir que los criterios de proyecto elástico y plástico coinciden en el límite en algunas ocasiones y, cuando no lo hacen, la ventaja está del lado de los criterios plásticos, a igualdad de todo lo demás. Igualmente, criterios sobre el objeto de la actividad de proyecto del arquitecto abogan por un mayor énfasis en los procedimientos de proyecto, lo que, conjuntamente, da sentido al énfasis de José Luis en el caso del recuadro sombreado inferior del cuadro 1, énfasis con el que no puedo dejar de coincidir. Por otro lado en ese *todo lo demás* a que aludo más arriba —la geometría, las dimensiones generales, los cantos y, sobre todo, la configuración general de la estructura— lo sustantivo resulta estar en las preguntas sobre aprovechamiento estructural. De modo que en la anterior discusión sobre los objetivos docentes habría que incorporar ineludiblemente estos conceptos y, por tanto, considerar los “consumos” o eficacias estructurales desde muy pronto.

3. Comportamiento sísmico de edificios: la torsión

Antecedentes

Esta segunda polémica, en este caso fuente clara de inspiración, se origina en un texto de José Luis de 23 de febrero de 2013 (Miguel Rodríguez, 2013a) en el que se alude al problema del reparto entre los pórticos de las dos direcciones de la planta del momento torsor —o de rotación en planta— derivado de la potencial excentricidad de las cargas horizontales, y el sobredimensionado que por tanto se requeriría en los pórticos de cada dirección respecto del necesario para carga completamente centrada con la respuesta para un desplazamiento sin rotación.

Como señalo en la introducción, el problema del reparto de la torsión por sismo entre pares posibles en las diferentes direcciones de la planta es un problema controvertido en el que existe un cierto consenso en que el reparto obtenido por criterios puramente elásticos propone cargas para los pórticos aislados que superan las que se obtienen aplicando procedimientos de análisis dinámico no lineal, pero en el que no hay acuerdo ni en la cuantificación de la reducción que supone la plastificación, ni en la justificación de una correlación adecuada entre los resultados obtenidos por métodos de análisis dinámico no lineal frente a los obtenidos por métodos estáticos incrementales no lineales (*pushover*) en modelos tridimensionales, ni, por tanto, en el modo de determinar los incrementos de carga a aplicar por razones de asimetría de la carga respecto de la rigidez —incluyendo la *accidental*— a los pórticos de un edificio para su proyecto (Erduran, 2008). Contando con dicha controversia, la Euronorma 08 de sismo (European Committee for Standardization CEN, 2004b) establece (a) tanto una excentricidad *accidental* para la carga —igual al 5 % de la máxima dimensión de la planta ortogonal a la carga horizontal— como (b) modelos de reparto para cada dirección o de sobredimensionado necesario para cada posición del pórtico en planta, de acuerdo a cual sea el procedimiento de cálculo empleado y a la geometría general del edificio.

De este modo se origina una posible fuente de controversia que, aunque debiera a mi juicio involucrar ambos términos del consenso adoptado en la norma —tanto (a) como (b)— se reduce usualmente a aceptar (a) y discutir (b): la forma de reparto de la torsión, procedente de la excentricidad que acumula tanto la del centro de masas respecto del centro de rigidez de la(s) planta(s) como la excentricidad accidental establecida por incertidumbre en los datos sobre posición de las masas etc.

En el marco de este problema interviene la alusión de José Luis ya citada (Miguel Rodríguez, 2013a), sugiriendo un reparto de la torsión *por mitades* entre las dos direcciones de la planta, reparto que contradice a mi juicio las prescripciones de la norma y que me induce en su momento a contestar. Se trata de un problema en el que por otras razones, sigo trabajando actualmente.

En un primer escrito (Cervera, 2013a) señalo que

[... considerando simetrías y ejes en el centro de torsión, efectivamente] hacen falta las rigideces laterales [y la de torsión!].

Pero resulta que no puedo estar de acuerdo con José Luis en su olvido implícito de esta última rigidez —o de su consideración cuidadosa—: se equivoca cuando dice *Cuando hay excentricidad, la fuerza horizontal supone momento. Ese momento se parte por la mitad. Una origina incrementos de las fuerzas en esa dirección, la otra mitad origina fuerzas en la otra, etc.*

Dicha afirmación supone que el efecto de la torsión *se repartiría en forma semejante en las dos direcciones* o lo que es lo mismo, que el conjunto de los elementos de rigidez en una dirección aportan la misma rigidez para torsión que el conjunto de los dispuestos en la otra dirección, lo que no es cierto salvo que la planta tenga simetría radial.

Y continúo en dicho escrito con una argumentación que muestra —en clave elástica— que el reparto no puede ser el propuesto por el profesor De Miguel.

Manejar clave elástica para decisiones de proyecto e iniciar una controversia con De Miguel son sucesos de correlación 1.0, por lo que este respondió de inmediato con un segundo escrito, (Miguel Rodríguez, 2013b), ya plenamente dedicado al asunto, en el que aporta un análisis —estático— concebido en clave (parcialmente) plástica de la respuesta de un edificio de tres pórticos en una dirección y cuatro en la ortogonal, todas luces iguales, y con resistencia lateral para carga simétrica regida por los momentos últimos en vigas, iguales todos en todos los nudos y tanto para momentos positivos como negativos, para describir su razonamiento, y explicar con ello la distribución por mitades que proponía (figura 3).

Incluyo aquí la explicación sobre su posición que, para entender mi posterior contraargumentación, incorporé en mi escrito de respuesta de once de marzo del mismo año (Cervera, 2013b)⁶. Aquella explicación permite, creo, seguir su argumentación, aunque dado que el texto es

⁶Titulé en este la introducción con una pregunta retórica: *¿Bonita de veras?*.

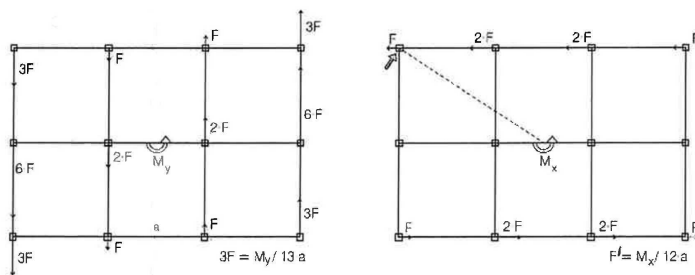
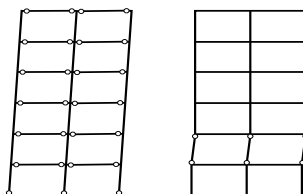


Figura 3: Respuesta frente a la rotación, según figura 2 en *Muy bonita, sí señor*, Miguel Rodríguez, 2013b.

enteramente mío, me responsabilizo totalmente de los potenciales errores de interpretación. Los tres apartados siguientes contienen el texto que entonces escribí [*literalmente, salvo leves revisiones, localizables en esta tipografía, realizadas al objeto de contextualizar alguna frase*]. Los cinco apartados finales, a partir de la discusión contienen material no publicado aún, y sobre el que continúo trabajando.

Adoptando el enfoque plástico

Para entender los elementos de discrepancia reviso rápidamente los argumentos de José Luis [*aportados en su escrito: Miguel Rodríguez, 2013b*].



Con la aproximación plástica se eliminan las cuestiones de rigidez que aparecen al considerar la *compatibilidad* (movimientos-deformaciones) desde una perspectiva *elástica*. José Luis trata en su escrito el *equilibrio* junto con las *cualidades materiales*, que otros llaman *ecuaciones constitutivas*, cuando establece que las fuerzas cortantes en los pilares (designadas por múltiplos de F) derivan directamente de las capacidades de momento flector establecidas para las vigas, de acuerdo al criterio de *viga débil* adoptado para el diseño de colapso de los pórticos.

Así, considerando resistencias iguales en los extremos de todas las vigas y también para momentos positivos y negativos, determina como leyes de cortantes en los soportes para las acciones de carga centrada, y como relación entre cortantes en pilares y acción lateral P , las siguientes (invierto el orden de las figuras [usado por José Luis en su escrito] para mantener el alfabético):

$$\begin{array}{ccc}
 \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline F & 2F & 2F & F \\ \hline F & 2F & 2F & F \\ \hline F & 2F & 2F & F \\ \hline \end{array} & \rightarrow & \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline F & F & F & F \\ \hline 2F & 2F & 2F & 2F \\ \hline F & F & F & F \\ \hline \end{array} \\
 F = F_x = P/18 & & F = F_y = P/16
 \end{array}$$

Para el problema de la excentricidad, por torsión en planta, considera los efectos de la rotación con dos figuras con los valores siguientes (vuelvo a colocarlas en orden alfabético) que relaciona con los momentos que aportará cada dirección resistente, x o y :

$$\begin{array}{ccc}
 \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline -F & -2F & -2F & -F \\ \hline 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline F & 2F & 2F & F \\ \hline \end{array} & & \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline -3F & -F & F & 3F \\ \hline -6F & -2F & 2F & 6F \\ \hline -3F & -F & F & 3F \\ \hline \end{array} \\
 F = M_x/12a & & 3F \approx M_y/13a
 \end{array}$$

Deduce que las aportaciones de resistencia de ambas direcciones están en relación a la de los números 12 y 13, lo que le ratifica en lo que escribió el 24 de febrero.

Ahora no son cortantes de colapso en pilares debidos a los momentos de extremo de las vigas, que eran iguales por diseño en cada dirección. Pero son cortantes [proporcionales a la distancia al eje que pasa por el centro, es decir, proporcionales al desplazamiento en dicha dirección en la rotación] con los que opera para calcular los momentos en planta, empleando el símbolo F como variable, y determinando las relaciones entre momentos —de torsión— y el cortante de los distintos soportes [como por ejemplo en la expresión para los pórticos en dirección y , que sería: $12F \times 3a + 4F \times a = 40Fa = M_y$; $3F \approx M_y/13a$].

Después da, no ya un salto, una voltereta en el vacío, al afirmar desde esos números que ambas direcciones aportan frente al torsor componentes en la relación 12–13⁷, o entre el 50 %–50 % o el 60 %–40 %: todo lo

⁷Aquí cometo un error de interpretación puesto que lo que dice literalmente, refiriéndose a su figura 2, que se reproduce aquí en la 3, es que [si] la rigidez de vigas y viguetas fueran similares, la composición de los cortantes debería corresponder a un cortante en dirección perpendicular a la línea que une ese punto con el centro de

que se deduce legítimamente de sus números es que las relaciones entre el cortante del pilar de esquina y la parte de momento que aporta la dirección considerada son $T_x = M_x/12a$ y $T_y = M_y/13a$ respectivamente, sin que nada de lo anterior justifique relación ninguna, ni entre T_x y T_y , ni entre M_x y M_y .

Desarrollando su modelo, dimensiono ambas direcciones para resistir la misma carga horizontal. Considerando sólo traslación obtuvimos para el pilar de esquina $F_x = P/18$, $F_y = P/16$ y doble para los “interiores” en la dirección de la carga. Supongo rigideces proporcionales a las resistencias —esto exige a los elementos horizontales cantos similares en ambas direcciones, al tener luces iguales— Para dichas rigideces, una rotación provocará componentes de desplazamiento proporcionales a las distancias ortogonales al centro, de modo que el cuadro de cortantes y momentos aportados por cada dirección, por unidad de giro son:

$\frac{-P}{18}$	$\frac{-2P}{18}$	$\frac{-2P}{18}$	$\frac{-P}{18}$	$\frac{-1,5P}{16}$	$\frac{-0,5P}{16}$	$\frac{0,5P}{16}$	$\frac{1,5P}{16}$
0	0	0	0	$\frac{-3P}{16}$	$\frac{-P}{16}$	$\frac{P}{16}$	$\frac{3P}{16}$
$\frac{P}{18}$	$\frac{2P}{18}$	$\frac{2P}{18}$	$\frac{P}{18}$	$\frac{-1,5P}{16}$	$\frac{-0,5P}{16}$	$\frac{0,5P}{16}$	$\frac{1,5P}{16}$
$P/18 = M_x/12a$				$P/16 = M_y/20a$			

La relación entre el momento aportado por una dirección de rigidez y el cortante de esquina en esa dirección está en la relación 12 o 13 según la dirección, como sabíamos, ($M_x/12a = P/18 = T_x$, $M_y/13,33a = 3M_Y/2 \times 20 = 3P/2 \times 16 = 1,5P/16 = T_y$), pero lo relevante es que ya puede establecerse la relación entre momentos equilibrados por cada dirección siendo $M_x/M_y = (12P/18) \div (20P/16) = 1/1,875$, con un reparto 35 %-65 %, casi el doble para y . ¡Vaya por Dios!

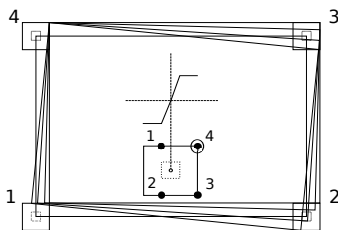
No superposición y exigencia de compatibilidad

Sabemos que el enfoque plástico proscribe totalmente el uso del principio de superposición dado que las relaciones entre variables no son lineales, de modo que lo que más me desconcierta de todo lo anterior es cómo cabe establecer una mezcla entre criterios plásticos, momentos y cortantes derivados de condiciones de colapso, y criterios de rigidez y de reparto, o cómo cabe superponer condiciones de movimiento cuando uno de ellos corresponde a una condición de colapso, sin un análisis cuidadoso de las gráficas carga-desplazamiento y de los movimientos involucrados

la planta. O lo que es lo mismo, estar en relación de 1 a 1,5. Están en relación de 12 a 13. Vaya por Dios. No es igual, pero tampoco parece que rijan lo del cuadrado de las dimensiones.[...] El reparto a medias [...] no es pues tan descabellado.

y sus límites previos al colapso, de modo que la gran debilidad del escrito [*de José Luis*] de 5 de marzo, es aventurarse a proponer números marginando totalmente estas cuestiones. Desde una condición de plasticidad no pueden manejarse criterios de “rigidez” salvo que se trate de una fase de descarga, y si se trata de condiciones de colapso para cargas diferentes no cabe pensar en superposiciones.

El manejo de las condiciones de *compatibilidad* en “plástico” exige considerar movimientos en el colapso, asociados a las correspondientes cargas. Para el caso que nos ocupa, simplifico los movimientos al rígido en planta de la de referencia, con dos desplazamientos y una rotación. Para analizar las condiciones de colapso uso gráficas carga-desplazamiento bilineales para los pórticos, con factor de comportamiento por ductilidad $\mu = 3$ —que, por cierto, según la norma española exige vigas de canto para los pórticos en hormigón— y adoptando el criterio de dibujar en la planta las proyecciones, tanto del movimiento del perímetro, como los límites, elástico y de inicio de colapso, asociados los desplazamientos de las cabezas de los pilares que se hallan situados en los [*cuatro*] vértices de la planta.



Con este criterio dibujo como ejemplo distintos casos de movimiento de inicio de colapso que incluyen el de los máximos desplazamientos positivos paralelos a los ejes de la planta, así como movimientos que combinan rotaciones —negativas— a partir de este. Numero los cuatro vértices para su identificación. En el centro de la figura se amplía el detalle de la planta de valores límite de desplazamiento [*de la cabeza de un pilar*], con su asociación a la gráfica carga-desplazamiento de aplicación a los pórticos de la dirección x , aunque habrá una asociación idéntica para la dirección y . Diferentes valores de ductilidad suponen diferentes proporciones entre el recuadro exterior [*en línea continua*] e interior [*en línea de puntos, cuyos límites representan respectivamente los límites de colapso y elástico de la gráfica carga-desplazamiento considerada en la correspondiente dirección*].

Para facilitar la lectura y simplificar figuras posteriores, en el esquema del centro se muestra además cómo pueden superponerse los recuadros

límite de los cuatro vértices considerados, indicando en él las posiciones de los correspondientes pilares para el desplazamiento máximo considerado inicialmente, así como para la última posición de entre todas las rotaciones dibujadas: lo hacemos con un círculo que coincide para todos los pilares en el primer caso, y con puntos negros que se pueden asociar a la numeración de los distintos vértices en el segundo. Podemos así representar de forma muy sencilla cualquier desplazamiento e incluso todo un conjunto de rotaciones desde la posición correspondiente a una traslación —el círculo— mediante la posición de la rotación final —los puntos— y donde los segmentos entre uno y otros responderán a desplazamientos del correspondiente vértice en el conjunto de rotaciones consideradas. Pueden deducirse con facilidad del dibujo las respuestas de los pórticos extremos en la gráfica de carga-desplazamiento así como, por interpolación del desplazamiento, las de los pórticos intermedios. Me permitiré bautizar a esta representación con el nombre de *RAngos de Desplazamiento de Inicio de Colapso*, o *RADICs*. Una propiedad de tales *RADICs* es que los puntos que en ellos representa cada vértice para cualquier desplazamiento mantienen una geometría proporcional a la que forman dichos vértices en la planta y, para rotaciones positivas, rotada 90° respecto a la de la planta —[para demostrarlo] considérese una expansión en torno al centro de rotación de desplazamientos iguales salvo en dirección a los de la rotación supuesta[, por tanto de forma proporcional a la de la planta, y considérese posteriormente el giro de la figura obtenida en el paso previo]— siendo el punto que se mantiene fijo (con círculo y punto coincidentes) el que representa la traslación inicial y define el centro de las rotaciones añadidas.

Con estos mimbres estudiaré los límites de colapso para el modelo adoptado por José Luis de Miguel.

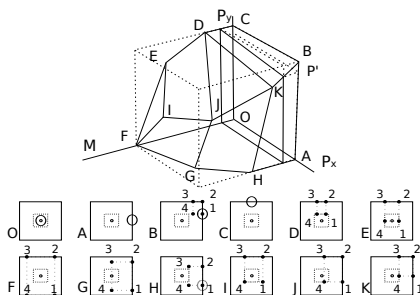
Cargas de colapso y condiciones de excentricidad

Es conocido, y fácil de comprobar en la figura anterior, que una sola carga de colapso puede corresponder a distintos movimientos límite: el desplazamiento paralelo y la primera de las rotaciones dibujadas movilizan idénticas respuestas en todos los pórticos: por ello desde una condición de colapso —vale decir plástica— no cabe considerar cuál sea el efecto de una carga adicional cualquiera, tal como parece que hace José Luis en su escrito. El procedimiento adecuado pasa por considerar el conjunto de condiciones límite —la superficie de rotura[, en el espacio de representación cuyos ejes son las componentes independientes de carga, en este caso las cargas en las direcciones x e y y el momento torsor]— y

tratar de no excederla: en el problema de la excentricidad accidental se trataría de ver, partiendo de una carga no excéntrica, cuál es la carga no excéntrica adicional que nos lleva a la misma superficie de colapso que la que engloba las condiciones de excentricidad que tratamos de considerar.

Usando la representación anterior y pórticos con las cualidades resistentes y de ductilidad vistas podemos construir dicha superficie límite: siendo el problema simétrico para los tres movimientos, bastará construir el octante positivo para los ejes de carga en cada dirección y momento.

En la figura de la superficie de rotura se identifican cada una de las cargas representadas por el identificador del *RADIC* que se corresponde con ella. La deducción no es complicada, pero se la ahorro al lector *[si bien, entre los documentos anejos a la publicación electrónica en abierto de este texto se incluye una hoja de cálculo que contiene los aquí realizados]*. Esta aproximación permite determinar una relación entre la máxima capacidad frente al *torsor* aislado y el producto de la resistencia lateral por el lado largo del edificio (del orden de 0,5 *[con más precisión, si se considera que las resistencias para cargas horizontales son $P_x = P_y = P$, la resistencia a torsor puro obtenida, condición de colapso F , es $M_t = 1,666 Pa = 0,555 P(3a)]$ de modo que la excentricidad accidental que imponen las normas *[igual a $0,05 P*(3a)]$ moviliza aquí un 10 % de dicha resistencia.**



Discusión de los resultados del enfoque estático

La aproximación anterior no es más que una aproximación estática no-lineal, una especie de *pushover* espacial simplificado en el que suponemos que la rotación de una planta representa bien la del conjunto del edificio, y para la que los resultados de las posibles configuraciones de colapso se representan adecuadamente con la superficie de la figura precedente, definida por los puntos del cuadro 2, que representa el caso de ductilidad $\mu = 3$, y que está definida en ejes $[P_x, P_y, M]$ siendo P_x ,

P_y las resistencias frente a cargas horizontales en cada dirección y M la resistencia frente a momento torsor, o de rotación.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
$\frac{P_x}{P}$	1	1	0	0	0	0	0,67	1	0,11	0,78	1
$\frac{P_y}{P}$	0	1	1	1	0,75	0	0	0	0,33	0,33	0,75
$\frac{M}{Pa}$	0	0	0	0,44	1,04	1,67	1,27	0,88	1,5	1,06	0,38

Cuadro 2: Superficie de rotura del edificio considerado.

Si lo que tratamos de determinar con dicho modelo es el incremento en el factor de carga que debemos considerar para que la resistencia global cubra la del colapso para una carga excéntrica menor, el proceso exige

- establecer la excentricidad (que supondremos ahora fijada por norma sobre la base de la estadística de las incertidumbres en las distribuciones de las masas, en la excitación en la base, en las rigideces, etc.)
- determinar el cociente entre la carga *ampliada* y la original que corresponde a la condición de colapso sin excentricidad de un diseño en el que otra de las condiciones de colapso corresponde a la aplicación de la carga original con dicha excentricidad.

Entre otras dificultades, esto exige adoptar un criterio para el *sobredimensionado*: ¿se hace este solo en los pórticos más eficaces? O ¿en todos de forma proporcional a su distancia al eje de rotación? O, finalmente ¿se incrementan todas las resistencias con igual factor? Como se ve, hablando *en plástico* es preciso establecer criterios precisos en la definición de las resistencias, de modo que los resultados no pueden ser independientes de estos.

Supongamos que el criterio es sencillamente aumentar la resistencia de todos los pórticos en el mismo factor: la superficie de rotura *ampliada* será la expansión de la original. Un modelo para la resistencia en torsión que represente los momentos límite normativos deberá contener puntos que representen las combinaciones de carga excéntrica prescritas por la normativa⁸.

⁸Una interpretación ingenua tal vez pueda sugerir los $[P; 0; 0,05 \frac{P * (3a)}{P * (2a)}]$ y $[0; P; 0,05 \frac{P * (2a)}{P * (3a)}]$, pero ¿acaso no debieran ser el $[P; 0; 0,05 P \sqrt{(3a)^2 + (2a)^2}]$ y el $[0; P; 0,05 P \sqrt{(3a)^2 + (2a)^2}]$ o tal vez alguno de los $[P; 0; 0,05 P(3a + 2a)]$,

Considerando aquí como objetivo de proyecto alcanzar la resistencia para la carga excéntrica descrita por los puntos

- $[P; 0; 0, 05 P * (3a)]$
- $[0; P; 0, 05 P * (2a)]$

resulta que están el primero entre el $A = [P; 0; 0]$ y el $H = [P; 0; 0, 2916 P * (3a)]$ y el segundo entre los puntos $C = [0; P; 0]$ y $D = [0; P; 0, 222 P * (2a)]$ de la figura del apartado anterior, lo que indica que **no sería necesario en este caso sobredimensionar** para considerar la excentricidad de la norma. Para mejor comprensión, la figura 4 muestra el movimiento de la planta denotado por la condición H. La conclusión es que el *pushover* simplificado realizado con cargas excéntricas independientes para cada dirección resuelve la excentricidad *siempre* con las resistencias de la dirección ortogonal, no cargada para esa hipótesis, lo que iría aún más lejos que la *distribución por mitades* que aventura José Luis de Miguel en Miguel Rodríguez, 2013a, y sobre la que razona en Miguel Rodríguez, 2013b. Es este un resultado con el que coincide José Luis, que lo incluye en un escrito final de comentario —a modo de postdata— a mí dirigido (Miguel Rodríguez, 2013c), escrito en el que coincide en la deducción para el caso en cuestión, y sin considerar límites de ductilidad concretos, de la misma regla de reparto: 0 %-100 %, en contraste con el 100 %-0 % en cada dirección habitual en la normativa antisísmica.

El problema con el enfoque descrito en las líneas anteriores es que no es más que una simplificación no lineal estática de un problema que en realidad es de degradación no lineal dinámica. Para darla por buena deberíamos ser capaces de contrastarla con resultados de análisis dinámicos, o de experimentos. En tanto no dispongamos de dicho contraste, mi opinión personal sigue siendo favorable a la prudencia y por ello seguiría, pese a sus contradicciones, manteniendo que debe suponerse un sobredimensionado deducido de una distribución de las cargas derivadas de las torsiones proporcionales a las rigideces relativas que aportan en torsión los diferentes pórticos, distribución que parece suscitar consenso suficiente en torno a su seguridad para la casi totalidad de los casos (Erduran, 2008).

$[0; P; 0, 05 P (3a + 2a)]$, dado que la norma busca soportar la situación de excentricidad accidental más desfavorable y exige para ello asegurar simultáneamente resistencia independiente en cada dirección para una excentricidad accidental medida en ella? Si lo que pretendemos es considerar resistencia acumulada de los pórticos suficiente para alcanzar las resistencias a torsión prescritas por la norma separadamente para cada dirección, ¿no sería esto último lo correcto? Todo ello exigiría una pausada reflexión aparte.

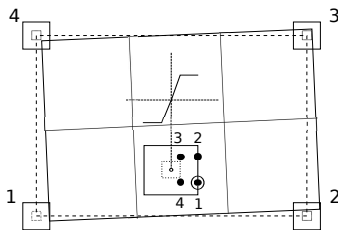


Figura 4: Desplazamiento para la condición de colapso H. Se reproduce el correspondiente *RADIC*, así como los límites elástico y de colapso asociados al desplazamiento de las cabezas de los pilares situados en los vértices exteriores de la edificación.

Pero como ello puede resultar en un dimensionado sobreabundante e innecesario, resulta pertinente tratar de buscar un modelo estático que correlacione adecuadamente con resultados procedentes de modelos dinámicos no lineales y que, a su vez, quepa correlacionar adecuadamente con comportamientos observados en las edificaciones reales, o con modelos experimentales apropiados. A ello dedico, pues, los siguientes apartados.

Planteamiento del problema dinámico y herramientas

El problema de degradación —daño— planteado exige abordar las componentes siguientes:

- a Un modelo (que debiera ser estadístico) que represente adecuadamente la geometría, el dimensionado y armado, y las masas gravitatorias del edificio o edificios considerados, y en el que las cualidades de los modelos adoptados para las piezas, secciones y materiales resulten apropiadas para representar procesos de daño cíclico —histerético— y para reproducir adecuadamente resultados experimentales de (algunos de) dichos procesos,
- b Un modelo estadístico que represente adecuadamente la historia de la excitación sísmica (probablemente a través de un conjunto amplio de registros sísmicos históricos o mediante registros artificiales proporcionados por modelos apropiados de generación automática),
- c Una herramienta que permita el análisis no lineal en el dominio del tiempo y con capacidad para tratar los datos contenidos en los anteriores modelos. Como esto no es posible en toda su complejidad

estadística, la herramienta, al menos, deberá ser capaz de trabajar sucesivamente en casos individualizados generados aleatoriamente sobre la base de los estadísticos representativos tanto de los edificios como de la excitación sísmica,

- d Esto implicará, por tanto, obtener un conjunto amplio de análisis desarrollados sobre un conjunto suficiente de instancias —o casos— de los modelos estadísticos de edificio y sismo,
- e Una herramienta que permita el tratamiento estadístico de los resultados obtenidos,
- f Un modelo (o modelos) de degradación estática no lineal para cada edificio que permita(n) servir de referencia para los procesos de degradación dinámicos,
- g Un análisis —(e) mediante— de las correlaciones entre los resultados de (d) y (f) que permita aportar conclusiones para la aplicación de la simplificación estática no lineal a los problemas reales de proyecto.

Como se ve, todo un panorama. Un elemento crítico es la herramienta de análisis, (c). Tras revisar una buena decena de programas de todo pelaje, la decisión adoptada ha sido usar OpenSees (McKenna, Fenves y alt., 2013) pues

- es un programa de elementos finitos con todas las capacidades requeridas en (c),
- es una herramienta en desarrollo y prueba permanente por una amplia comunidad de investigadores en el comportamiento sísmico de los edificios,
- tiene acceso inmediato a una amplia base de acelerogramas (Pacific Earthquake Engineering Research Centre, 2010),
- existe en versiones adecuadas para el trabajo en paralelo sobre problemas grandes o sobre conjuntos grandes de problemas,
- está construido como extensión de un lenguaje de programación (Tcl) y puede, por tanto usarse toda la potencia de programación de ese lenguaje junto con las adiciones específicas de modelado y análisis estructural que aporta el programa,
- es de código abierto.

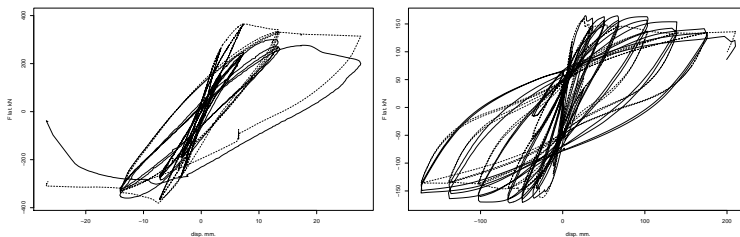


Figura 5: Ensayos 213 y 221 de los incluidos en Eberhard y al., 2003 (en línea continua), contrastados con la simulación con OpenSees (en trazos), en modelo de fibras realizado con materiales “ReinforcingSteel”, y el modificado por el autor: “ConcreteEC2”

Para proveer una adecuada base de registros sísmicos, (b), se empleará la base de datos del PEER: Pacific Earthquake Engineering Research Centre, 2010.

Todo lo anterior aportaría soluciones parciales a las componentes (b), (c) y (d) señaladas.

Condición previa para (d) es el modelado del edificio, componente (a), para la que pueden aprovecharse las capacidades de programación Tcl de OpenSees, además de las capacidades propias de modelado del programa, a lo que dedicaré la sección siguiente. Es, sin embargo, condición inexcusable que la elección de los posibles modelos de fibras, de los comportamientos no lineales de los materiales, —hormigón, armaduras longitudinales y estribado, con la posibilidad de pandeo local de estas— ... sea capaz de representar adecuadamente el comportamiento de ensayos conocidos y publicados de degradación cíclica de piezas de hormigón armado. En el caso presente, y aunque quepa mejorar la aproximación, una modificación leve a uno de los modelos estándar de hormigón de OpenSees a fin de permitir su modelado de acuerdo a los criterios de comportamiento no lineal definidos en la Euronorma 2 (European Committee for Standardization CEN, 2004a, apartados 3.1 y 3.2), permite contrastar con aproximación razonable resultados analíticos con los de ensayos de entre los contenidos en la base de datos *Structural Performance Database* de PEER (Eberhard y al., 2003), como muestran los trazados de la figura 5 correspondientes a las simulaciones de los designados en dicha base de datos con los números 213 y 221, y publicados en Sezen y Moehle, 2002 y Legeron y Paultre, 2000.

En relación con el modelo estático de referencia (componente (f)) es habitual considerar algún tipo de *pushover* sobre el mismo modelo de

edificio que el considerado en el análisis dinámico, lo que incluye decisiones sobre las distribuciones estáticas de las cargas que puedan reproducir bien las distribuciones del daño y su progresión. Se trata de una cuestión sólo aparentemente sencilla, en la que la estrategia habitual es proponer cargas proporcionales a las modales correspondientes al primer modo de oscilación del edificio. La sencillez no resulta tan clara en el momento en que se trata de abordar la última componente (g) dado que la correlación de resultados entre unos modelos y otros no resulta tan clara como sería deseable.

Finalmente, para el tratamiento estadístico (componentes (e) y (g)) la herramienta adecuada es el entorno de programación R —The R Project for Statistical Computing, R Foundation, 2011— que, por cierto, es el lenguaje de programación que, en mi opinión, debería usarse hoy día en los cursos de introducción a la programación, especialmente, pero no solo, cuando el área de conocimiento relevante emplea la estadística como herramienta. Razones para ello son al menos:

- Se trata de un lenguaje versátil, consistente, con fácil manejo de objetos de datos extensos —vectores o matrices— o más complejos aún, y que permite aproximaciones modernas de programación como la orientación a objetos o la programación funcional,
- es interpretado lo que permite su uso y prueba inmediata, sin que eso suponga limitaciones en relación con otras formas de uso, que incluyen por ejemplo la capacidad de llamar desde R a otros programas o sistemas, —como podría ser en nuestro caso una invocación a OpenSees desde R—
- tiene detrás una descomunal comunidad de desarrolladores procedentes de un enorme número de áreas científicas y, por tanto, alberga ya multitud de paquetes y bibliotecas para todo tipo de aplicaciones. Es tal vez una de las comunidades de desarrollo en el ámbito científico de más rápido crecimiento de la historia: los repositorios de paquetes denominados CRAN e iniciados no antes de 2008, en emulación de los ya clásicos CTAN para \TeX y CPAN para Perl, alcanzan magnitudes de orden similar a las de estos,
- tiene unas capacidades y cualidades gráficas inigualadas para gráficas científicas de todo tipo,
- sus programas son susceptibles de integrarse en los textos —de \LaTeX , por ejemplo— de modo que un texto que incorpore resultados —textuales o gráficos— obtenidos con R puede regenerarse

completamente junto con dichos textos y gráficos calculados de forma completamente automática ante cualquier cambio en los datos o en los procedimientos empleados,

- es de código abierto.

Con todo ello queda razonablemente acotado el marco elegido para acometer el problema.

El modelo de edificio

Es frecuente, en el análisis del daño sísmico por técnicas —estáticas o dinámicas— de elementos finitos, proceder al análisis considerando un solo modelo de edificio, sea realista como en Moreno González, Bairán García y Rodas Aldana, 2011, sea simplificado como en Causevic y Mitrovic, 2011. Resulta menos frecuente el empleo de dos (Erduran, 2008) o más modelos de edificación, cuyo análisis comparado permita aportar información sobre las variaciones de comportamiento derivadas de cambios en la configuración edificada o en cualquiera de las múltiples decisiones de proyecto.

La dificultad de construir un modelo adecuado para un análisis realista estriba en el ingente volumen de información de detalle que comporta una estructura real. Su construcción a mano o con herramientas de CAD importa gran número de operaciones y posiblemente resulta viable solo en los casos en que la correspondiente estructura va a construirse realmente, resulta imprescindible su validación, y su modelo puede aprovecharse para otros menesteres, como parece ser el caso de Moreno González, Bairán García y Rodas Aldana, 2011. La construcción de un modelo simplificado, al implicar decisiones sobre luces y alturas, dimensiones, criterios de resistencia y armado, etc. supone la inclusión como variables *ocultas* de parámetros de decisión que podrían no resultar bien explicitados, por lo que es habitual describir las geometrías adoptadas finalmente —secciones y armados incluidos— con proyectos someros de estructuras que no se corresponden bien con la complejidad de los proyectos realistas: a mi juicio el nivel de información —número de bits— necesario para describir un diseño realista apropiado al ejemplo considerado en Causevic y Mitrovic, 2011 es varios órdenes de magnitud superior al empleado en el artículo, lo que implica que las conclusiones pueden resultar muy limitadamente realistas —por ejemplo, la deformada del estado cercano al colapso de este modelo responde al modelo de pilar débil en plantas bajas, lo que resulta en contradicción con las prescripciones de la normativa— Y ello pese a que, considerado en sí mismo, el modelo

de elementos finitos, en 3D, con modelos de fibras para representar las secciones, separando las cualidades y comportamientos de cada armadura de las de cada fibra de hormigón, considerando el confinamiento de las fibras internas al núcleo armado, en todas y cada una de las secciones de interés, etc... conlleva una complejidad importante y un volumen de datos elevado, y puede requerir tiempos de cómputo importantes.

Es posible una aproximación alternativa través de las herramientas de programación, al objeto, no ya de construir un modelo, sino de programar un *generador de modelos*, capaz de producir automáticamente modelos que, aun siendo simplificados o respondiendo a configuraciones edificadas sencillas, resulten razonablemente realistas, sobre la base de un conjunto limitado de datos —o de variables de proyecto— que representan ahora, no ya geometrías y secciones concretas, sino criterios para la determinación de estas. De este modo el conjunto de variables de base es menor, aunque permite, sin embargo, mucha mayor complejidad o variabilidad interna en los modelos finales. Esta aproximación permite igualmente relacionar conclusiones de comportamiento con criterios de decisión, en la medida en que dichos criterios de decisión resulten precisos y su aplicación derive en estructuras semejantes a las reales en sus parámetros relevantes. Esta es la aproximación adoptada aquí, facilitada por las capacidades de programación del entorno Tcl en que opera OpenSees.

En dicha aproximación, el *generador de modelos*, aun para edificios de geometría regular en planta y alzado —mallas cartesianas de vigas y pilares en las tres direcciones del espacio— como es el ejemplo en discordia presentado en el origen de la polémica, debe ser capaz de realizar las operaciones siguientes, si se desea poder emplearlo con cierta generalidad en el predimensionado convencional de estructuras:

- admitir geometrías definidas por listas genéricas de las luces de los vanos y de las alturas del edificio,
- considerar variantes en el apoyo de las masas del edificio: forjado unidireccional, losa,...
- admitir leyes para los valores de la carga gravitatoria, superficial o perimetral, con posibilidad de variación, al menos, en altura,
- admitir variantes en valores y leyes de distribución de la carga sísmica equivalente usada para proyectar, tanto en planta como en alzado,
- emplear criterios acordes a las normas en el establecimiento del

conjunto de combinaciones de carga de las que deban deducirse las listas de esfuerzos de referencia para el dimensionado,

- manejar criterios *profesionales* en la determinación de los esfuerzos aproximados de las secciones a dimensionar. En particular, los momentos de extremo en vigas y pilares y normales en pilares para las cargas gravitatoria y sísmica, considerando las variaciones de rigideces en altura, y la posible de luces en planta,
- admitir el establecimiento de familias de criterios para la selección de las secciones y de los materiales (y las formas de armado en el caso del hormigón armado) que las constituyen, que permitan diferenciar por dirección de la pieza —vigas o pilares, vigas o *forjado*— o por posición en el edificio —plantas bajas, altas, o en cubierta—...
- realizar la selección de la sección y del armado apropiados para el dimensionado concreto de vigas o pilares dentro de cada familia de criterios y de las restricciones dimensionales pertinentes, y con capacidad resistente suficiente para todas y cada una de las combinaciones de esfuerzo aproximado previstas
- generar el correspondiente modelo de fibras en tres dimensiones para su análisis mediante el programa de elementos finitos.

Se trata, como se ve, de un objetivo ambicioso. Sin embargo está parcialmente alcanzado en estos momentos, de modo que, como ejemplo, se presenta en el cuadro 3 el dimensionado automático obtenido para un pórtico de fachada de un edificio de cinco plantas que responde a la planta considerada en el debate en curso:

- para luces a de seis metros en ambas direcciones y alturas de planta de tres metros, con vigas en la dirección larga de la planta y forjado, junto con pórticos frente a sismo, en la corta,
- para cargas superficiales permanentes y variables en pisos con valores de $3 + 3 \text{ kN/m}^2$ y cargas —permanentes— en perímetro de fachada y petos de 3 kN/m^2 y 1 kN/ml respectivamente,
- para un cortante basal sísmico de $0,20g$ —valor que podemos considerar procedente del diagrama espectral correspondiente al sismo y suelo apropiados aplicado a las cualidades oscilatorias y de ductilidad del edificio— y una distribución modal —deformada triangular— de las correspondientes cargas en alzado, igual en ambas direcciones

- para criterios de excentricidad accidental acordes con los establecidos en Euronorma 8,
- considerando criterios acordes a EN 1992 en la determinación de las capacidades resistentes de las secciones, de hormigón H25 y acero B500S.

25x25	2d16+3d20 3d16	2d16+3d20 2d16	2d16+3d20 2d16	35x30 6d20+2d20	30x30 6d20+2d20
35x25	2d16+5d20 2d16+3d20	2d16+5d20 5d16	2d16+5d20 5d16	40x40 8d20+4d20	40x40 8d20+4d20
40x30	2d16+6d20 2d16+4d20	2d16+6d20 2d16+4d20	2d16+6d20 2d16+4d20	40x40 8d20+4d20	50x50 8d20+4d20
45x30	2d16+7d20 2d16+5d20	2d16+7d20 2d16+5d20	2d16+7d20 2d16+5d20	40x45 8d20+4d20	50x50 10d20+6d20
50x30	2d16+7d20 2d16+5d20	2d16+7d20 2d16+4d20	2d16+7d20 2d16+4d20	50x50 8d20+4d20	50x50 10d20+6d20

Cuadro 3: Dimensionado automático de uno de los pórticos de fachada. Solo se representan la mitad de los valores correspondientes a ambos extremos de las vigas o a los pilares, por simetría. En vigas se indica la armadura superior e inferior en el encuentro con el nudo. En pilares se indica la armadura total en las caras eficaces en la dirección del pórtico más el total de armadura en caras laterales.

Como puede verse en el cuadro, aunque pueden considerarse mejoras, particularmente mediante un mejor detalle en las tablas que generan las secciones disponibles para el dimensionado, tanto dicho dimensionado y armado como el correspondiente modelado del edificio pueden resultar creíbles y acordes a la práctica profesional habitual.

La excitación sísmica

Como se ha señalado en el planteamiento, la aleatoriedad de la excitación sísmica exige considerar colecciones de inputs procedentes, bien de registros de sismos reales, bien de registros artificiales.

Hay diversas fuentes de información para acceder a registros históricos, en particular la ya citada PEER Ground Motion Database (PEER-GMD) (Pacific Earthquake Engineering Research Centre, 2010), así como los registros del NIED, en Japón (Strong Motion Seismograph Network Laboratory, 2002), o los que aporta el *Internet-Site for Strong-Motion Data* de la Comisión Europea (Ambraseys y col., 2002).

En particular los registros de PEER–GMD se encuentran identificados, catalogados y organizados de forma sistemática, habiéndose filtrado o eliminado registros no coherentes con el resto. Por otro lado, OpenSees es capaz de descargar, de la base de datos en Internet, y de aplicar uno cualquiera de ellos sin más que indicar su identificación y el correspondiente factor de escala, lo que decanta sin muchas dudas la elección.

Dado que cada registro sísmico será capaz de producir un grado de daño concreto a la edificación, tratar de reproducir procesos progresivos de daño capaces de ser puestos en relación con las gráficas de daño progresivo del análisis estático incremental no lineal, *pushover*, exige el empleo de métodos de análisis dinámico incremental (IDA) por la aplicación de secuencias de registros escalados adecuadamente, y que respondan a valores progresivos de alguno de los parámetros de intensidad sísmica —en particular la PGA, *Peak Ground Acceleration*— registrando y trazando posteriormente parámetros adecuados de la respuesta del edificio, como son los máximos desplazamientos absolutos o los desplazamientos relativos entre plantas, la energía de deformación plástica disipada, o los cortantes basales correspondientes a cada pórtico aislado y al conjunto, etc... Dichas leyes de intensidad sísmica–respuesta pueden entonces tratar de ponerse en relación con las de carga–respuesta del análisis estático y validar si fuese posible, por tanto, modelos estáticos que reproduzcan adecuadamente la respuesta dinámica.

Dado que los parámetros de comparación pertinentes deberán poderse poner en relación con los espectros de demanda sísmica, su expresión más adecuada será la de curvas de capacidad. Se trata de una tarea que aún tengo pendiente.

Resultados del análisis y conclusiones provisionales

Hubiese querido, para este homenaje, haber aportado resultados que permitiesen contrastar las reflexiones habidas en el transcurso de este particular debate. Como ya he señalado, autores anteriores (Erduran, 2008) muestran un apreciable menor efecto de la excentricidad accidental que el deducido por criterios elásticos, pero sus resultados no permiten aceptar la conclusión que se deduciría, de acuerdo a lo analizado en el modelo estático, de no necesitar considerar la excentricidad adicional en este caso, conclusión que correspondería a una traducción inmediata de los resultados de demanda —de capacidad resistente— correspondientes al análisis estático incremental al verdadero problema dinámico.

El artículo citado permite validar la estimación de la demanda de desplazamiento que aportan los modelos dinámicos elásticos para la di-

rección flexible de edificios asimétricos, así como su reducción en la dirección rígida, y valida parcialmente, en términos de demanda de rotación, los modelos de análisis estático equivalente *pushover* establecidos en la normativa europea que consideran la excentricidad accidental, si bien señalando que en casos de excentricidad de la rigidez pueden subestimar la demanda de rotación. Dado que dicho artículo analiza exclusivamente el comportamiento de edificios para dimensionados concretos establecidos a priori, sin considerar la influencia de los criterios de dimensionado, o de proyecto, en la calidad del acuerdo entre respuesta estática y respuesta dinámica, sus conclusiones no pueden ser determinantes para proyectar aun siendo de utilidad en el análisis. Por tanto, y en tanto rematamos la investigación iniciada, continúo defendiendo la oportunidad de ajustarse literalmente en el proyecto y dimensionado a los criterios consensuados en la norma europea, pese a sus dificultades teóricas.

4. Conclusión

Este trabajo presenta mi posición actual en los dos casos más relevantes de las polémicas que he mantenido en los últimos años con José Luis de Miguel.

Ambos casos reflejan el valor y la capacidad de comprensión y operación que aporta una perspectiva amplia de los métodos y procedimientos propios del campo científico y profesional asociado al proyecto de las estructuras de edificación.

Ambos casos son igualmente ejemplo del carácter de incentivo que han supuesto en el pasado, también en el más reciente, las opiniones a menudo paradójicas o rompedoras de José Luis, derivadas siempre de un indudable sentido crítico y de una excepcional capacidad para percibir el comportamiento de las estructuras de edificación y para enfocar adecuadamente el tipo de tareas que deben abordarse para su proyecto.

Se trata pues de una amplitud de miras y de una capacidad polémica que sería útil mantener y cultivar en el futuro.

Agradecimientos

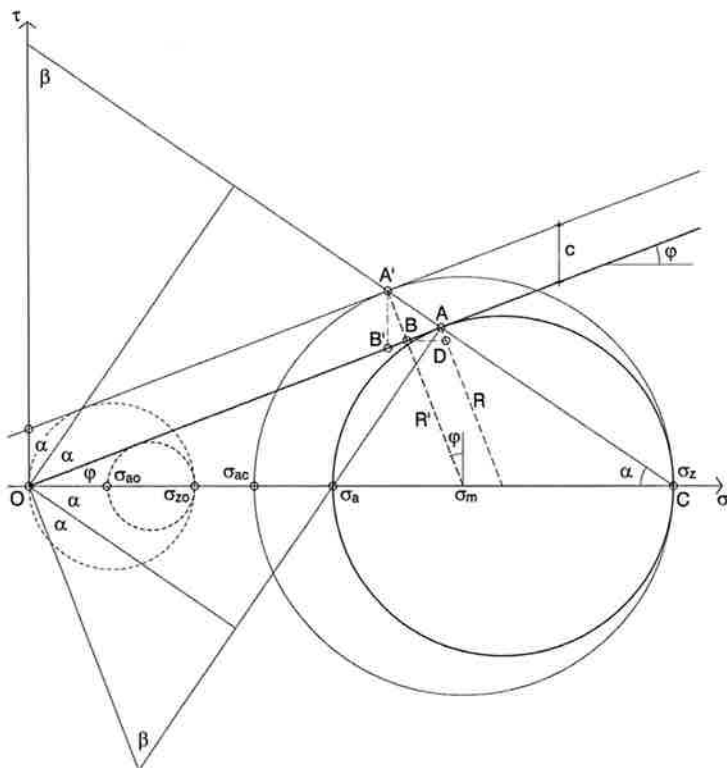
Agradezco a Joaquín Antuña y a Lola García Alonso el haberme proporcionado figuras y ficheros originales de escritos de José Luis que yo no conseguía localizar entre el desorden de mis papeles, y también, y muy especialmente, a José Ignacio Hernando la cuidadosa lectura previa que ha hecho de este texto y sus sugerencias, de gran utilidad.

Bibliografía

- Ambraseys, N. y col. (2002). *Internet-Site for Strong-Motion Data*. European Commission, Research-Directorate General, Environment y Climate Programme. URL: http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/.
- Causevic, Mehmed y Sasa Mitrovic (2011). «Comparison between non linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions». En: *Bulletin of Earthquake Engineering*. 9.2, págs. 467-489.
- Cervera, Jaime (1989). «Tres teoremas fundamentales de la teoría del diseño de estructuras». En: *Informes de la Construcción* 40.399, págs. 57-66. DOI: DOI:10.3989/ic.1989.v40.i399.1517. URL: <http://oa.upm.es/3828/>.
- (2010). *Concebir y analizar estructuras*. Versión 3.0. <http://oa.upm.es/3691>. Madrid: UPM. URL: <http://oa.upm.es/189>.
- (2013a). *Comentarios a: Una discusión bonita de José L. de Miguel*. Master de Estructuras. Madrid.
- (2013b). *Resistencia y rigidez lateral en sismo: el enfoque plástico*. Master de Estructuras. Madrid.
- Eberhard, Marc y al. (2003). *Structural Performance Database*. Versión 1. Pacific Earthquake Engineering Research Center. URL: <http://nisee.berkeley.edu/spd/>.
- Erduran, Emrah (2008). «Assessment of current nonlinear static procedures on the estimation of torsional effects in low-rise frame buildings». En: *Engineering Structures* 30, págs. 2548-2558. DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.02.008.
- European Committee for Standardization CEN (2004a). *Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels.

- European Committee for Standardization CEN (2004b). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels.
- Legeron, F. y P. Paultre (2000). «Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load». En: *ACI Structural Journal* 97.4, págs. 591-601.
- McKenna, Frank, Gregory L. Fenves y alt. (2013). *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. URL: <http://opensees.berkeley.edu/>.
- Miguel Rodríguez, José Luis de (2010). *De Re Calculi*. 480 Dimensionado de Estructuras. Madrid.
- (2013a). *Una discusión bonita*. Master de Estructuras. Madrid.
- (2013b). *Muy bonita, sí señor*. Master de Estructuras. Madrid.
- (2013c). *Sí, bonita de veras*. Comunicación personal. Madrid.
- Moreno González, Rosángel, Jesús M. Bairán García y Wendel A. Rodas Aldana (2011). «Vulnerabilidad sísmica en edificios metálicos». En: *Hormigón y Acero* 62.261, págs. 69-80.
- Pacific Earthquake Engineering Research Centre (2010). *PEER Ground Motion Database*. URL: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/.
- R Foundation (2011). *The R Project for Statistical Computing*. URL: <http://www.r-project.org/>.
- Sezen, H. y J.P. Moehle (2002). «Seismic Behavior of Shear-Critical Reinforced Concrete Building Columns». En: *Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Boston, Massachusetts.
- Strong Motion Seismograph Network Laboratory (2002). *Unified website for K-Net and KiK-net, the NIED strong-motion seismograph network*. NIED, National Research Institute for Earth Science y Disaster Prevention, Japan. URL: <http://www.kik.bosai.go.jp>.

Ensayos en homenaje a
José Luis de Miguel Rodríguez



Estructuras

Ensayos en homenaje a
José Luis de Miguel Rodríguez
y su lección magistral
impartida el 16 de octubre de 2014
en el salón de actos de la
Escuela Técnica Superior de Arquitectura

edición a cargo de:
Joaquín Antuña

INSTITUTO JUAN DE HERRERA
Escuela Técnica Superior de Arquitectura
Universidad Politécnica de Madrid

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
Director: Luis Maldonado

COLECCIÓN TEXTOS DISPERSOS
ÁREA DE CULTURA Y EXPOSICIONES ETSAM
Coordinadora: Concha Lapayese
www.etsamadrid.upm.es

TÍTULO VII de la colección
'Estructuras.

*Ensayos en homenaje a
José Luis de Miguel'*

Editor: Joaquín Antuña
©Textos: Los autores.
©De la edición: Instituto Juan de Herrera 2014

ISBN: 978-84-9728-515-5
Depósito legal: M-26349-2014

Imagen de la portada: Dibujo de José Luis de Miguel
Impresión: StockCeroDayton (www.stockcerodayton.es)



Índice general

Presentación	1
Laudatio	3
En la jubilación de un amigo	13
Serendip	17
España, o los arcos del siglo VIII	33
1. Arco de medio punto	33
2. El arco de herradura, antes de tiempo	34
3. Unos arcos de ida y vuelta	35
4. Cimbra óptima para arcos de herradura	37
5. El diseño de los riñones del arco	38
6. El arco califal y las leyes de la albañilería	39
7. Los preparativos para la primera mezquita	40
8. Las arquerías de la mezquita	41
9. Epítome	48
La polémica elástico-plástico	49
1. Introducción	50
2. Proyecto versus Análisis	51
3. Comportamiento sísmico de edificios: la torsión	63
4. Conclusión	82
Sobre viajes y estructuras	85
1. Introducción	85
2. Algunas obras y comentarios	86
3. Notas finales	108

La ciencia medieval de las estructuras	111
1. Reglas Alemanas del Gótico tardío	113
2. Reglas geométricas para estribos góticos	115
3. Las reglas estructurales de Rodrigo Gil de Hontañón . . .	118
4. Reglas para los estribos de arcadas del Renacimiento . . .	125
5. Validez de las reglas	126

Diagramas de estado en secciones de hormigón armado	135
1. Los modelos estructurales	136
2. Modelos de comportamiento: materiales	140
3. Modelo de sección ante fuerzas normales	142
4. Diagramas de estado: flexión simple	145
5. Diagramas de estado: flexión compuesta	147
6. La rigidez seccional I: flexión simple	153
7. La rigidez seccional II: flexión compuesta	156

José Luis de Miguel. Todo un profesor	161
--	------------

La Rehabilitación en la Enseñanza de la Arquitectura	165
1. Introducción	165
2. La magnitud del reto	166
3. Factores limitantes de la rehabilitación	167
4. Intervención en el medio urbano	169
5. Bases para un programa docente	181

Sobre la eficiencia de las estructuras	185
1. Problemas estructurales	185
2. Nueva ciencia de Galileo	186
3. Maxwell: todo está en dos dibujos	188
4. Las soluciones óptimas de Michell	191
5. La "teoría" en la Escuela de Arquitectura de Madrid . . .	192
6. La "profecía" de 1965	194
7. La vida sigue	196